

配筋钢管混凝土柱抗压性能

韩金生¹,董毓利²,徐赵东³,丛术平¹,程文灏³

(1. 山东科技大学 土木建筑学院, 山东青岛 266510; 2. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150080;
3. 东南大学 土木工程学院, 南京 210096)

摘要:对配筋钢管混凝土柱的轴心受压性能进行了试验研究和理论分析;研究了配筋钢管混凝土短柱的受力性能、变形能力和破坏形态,给出了变形和极限承载能力的试验结果;分析了加配钢筋的作用及其对钢管混凝土柱变形和极限承载力的影响。最后探讨了配筋钢管混凝土短柱轴心受压承载力的计算方法,给出了简化计算公式。结果表明,钢管混凝土短柱加配钢筋以后,改变了其破坏形态,提高了其极限承载能力和变形性能。

关键词:破坏形态;极限承载力;配筋钢管混凝土柱

中图分类号:TU398.9 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2009)03-0011-07

Analysis of Axial Compression Performance for Reinforcement Concrete-filled Tubular Steel

HAN Jin-sheng¹, DONG Yu-li², XU Zhao-dong³, CONG Shu-ping¹, CHENG Wen-rang³

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266510, P. R. China; 2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150080, P. R. China; 3. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, P. R. China)

Abstract: Experiments and analysis were carried out for the axial compression performance of reinforcement concrete-filled tubular steel (CFTS). The deformation capacity and ultimate load capacity were investigated with the analysis of load-bearing behavior, deformation capacity and failure modes of the reinforcement CFT short columns. And the influence of reinforcement on the deformation and ultimate load capacity were analysed as well. Finally, the calculation method for axial bearing capacity of reinforcement CFT short column was discussed and a simplified calculation formula was proposed. It was indicated that the columns' failure modes were changed and their ultimate load capacity and deformation performance were improved by reinforcement.

Keywords: failure modes; ultimate load capacity; reinforcement CFT steel

配筋钢管混凝土柱即在钢管混凝土柱内部加配受力钢筋的结构形式。加配钢筋虽然简单,但相比没有配筋的钢管素混凝土柱却可以带来很多优势。首先,配筋的主要目的是提高柱的抗火能力,发展主动抗火的防火措施,代替喷涂防火涂料的被动防火措施。防火安全是结构安全性的重要方面,而喷涂

防火涂料等形式的传统防火措施存在很多问题:1)不美观且额外占用较多建筑使用面积;2)只能在火灾发生时发挥作用,而火灾发生的概率以及火场蔓延的范围都有限,所以绝大多数情况下都是浪费的,尤其是不能对结构的常温受力性能有任何提高作用;3)通常耐久性有限,需要长期的维护,防火涂料

收稿日期:2008-10-15

基金项目:国家“十一五”科技支撑计划重点项目(2006BAJ13B03);山东科技大学科学研究“春蕾计划”资助项目(2008AZZ111)

作者简介:韩金生(1978-),男,博士,主要从事建筑结构抗火设计理论研究,(E-mail)hjsheng2008@163.com。

在建筑物的使用周期内应该进行多次更换,费用昂贵。为了克服这些问题,通过在混凝土的低温区加配受力钢筋提高柱的抗火能力,形成配筋钢管混凝土柱,即可以完全利用结构自身的抗火能力来满足规定的耐火极限要求,从而取消外部的防火保护层,这是一种新颖且很有优势的主动抗火措施。其次,加配钢筋还可以提高柱在常温下的承载能力,如果将配筋钢管混凝土柱的抗火设计与常温承载设计结合起来考虑,则不但在火灾下可以取消防火涂料,而且在常温下考虑配筋的作用后又相应减小钢管的厚度,相当于减小了钢管而增加了钢筋,也就是可以在基本保持用钢量不变的条件下同时满足常温承载要求和高温抗火要求,又取消了防火涂料,因此可以获得最经济合理的设计效果,实现优化设计。

虽然配筋钢管混凝土柱相比钢管素混凝土柱有很多优势,常温受力和抗火性能方面也有很大不同,但是已有的研究很不充分。目前国内外针对钢管素混凝土柱的研究较多^[1-3],常温受力和被动防火措施都有很多研究成果。但是针对配筋钢管混凝土柱的研究和应用在国内基本上属于空白,国外对配筋钢管混凝土柱的主动抗火性能已有少量研究^[4-6],但是也缺少对配筋钢管混凝土柱常温下受力和性能

变形性能方面的研究,导致配筋钢管混凝土柱的常温设计理论不够完善。因此,为了扩大配筋钢管混凝土柱的应用前景,实现常温承载设计与抗火设计相结合的优化设计方法,补充和加强配筋钢管混凝土柱常温受力和性能方面的研究是很有必要的。该文将对配筋钢管混凝土柱常温下的轴压性能进行试验研究和理论分析,重点研究配筋的作用、配筋后钢管混凝土柱的受力和性能以及配筋钢管混凝土柱极限承载力的计算方法。

1 试验研究

1.1 试件参数及试验方法

试件共有 1 个钢管素混凝土短柱和 3 个配筋钢管混凝土短柱。钢管为卷制焊接钢管,混凝土为 C60 商品混凝土,纵向受力钢筋采用 $\Phi 20$ 的 HRB400 级钢筋,实测屈服强度 493 MPa。试件两端焊接 10 mm 厚 400×400 mm 的端承板,为了固定钢筋和防止浇筑时钢筋跑位,纵筋端部与端承板焊接起来。为了使钢筋在火灾下的温度较低从而发挥更大作用,钢筋的保护层厚度较大,取 65 mm 或 70 mm。所有试件的详细参数见表 1 和详图 1。

表 1 试件参数

编号	$H \times D$ /mm	壁厚 t /mm	f_{ck} /MPa	f'_{ck} /MPa	f_{sk} /MPa	纵筋	箍筋	极限承载力 N_{ue} /kN
A1	900×300	5.5	47.8	49.0	336	0	0	5 385
A2	900×300	4.3	47.8	49.0	376	6 $\Phi 20$	$\Phi 10@150$	6 641
A3	900×300	4.3	51.6	52.2	376	6 $\Phi 20$	$\Phi 10@150$	6 718
A4	900×300	4.3	51.6	52.2	376	8 $\Phi 20$	$\Phi 10@150$	7 385

注: $f_{ck} = 0.78f_{cu,k}$ 、 $f'_{ck} = 0.8f_{cu,k}$ 分别为棱柱体和圆柱体抗压强度, f_{sk} 为钢管的屈服强度,下同。

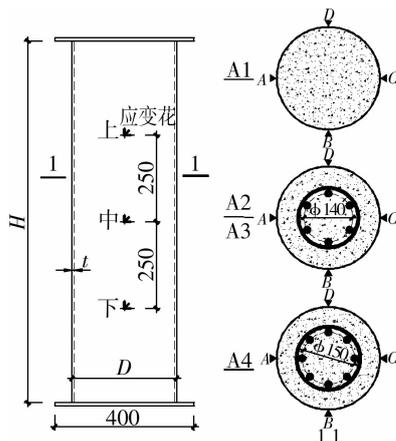


图 1 试件详图

试验加载装置为 10 000 kN 的液压千斤顶和反力架,钢管混凝土柱的纵向(轴向)整体变形由差动式位移传感器测量,施加的轴压力的大小由标定的千斤顶油泵的油压表控制。

试件分上、中、下 3 个钢管应变测量截面,每个截面的钢管外壁上分别粘贴 A、B、C、D 4 个对称布置的应变花(见图 1),为便于表示,每个应变花测得的横向(环向)应变标记为“1”,纵向(轴向)应变标记为“2”,例如“中 A2”表示中截面 A 测点处的纵向应变。此外试件 A2 的纵筋和箍筋也分别粘贴了应变片以测量其变形。

加载过程为缓慢连续加载,每增加一定的轴力,采集一次数据。初始的加载速度约为 200 kN/min,

在极限荷载附近加载速度减小,数据采集的间隔也减小。达到极限荷载之后,缓慢卸载,以测得试件轴力-变形曲线的下降段。

1.2 主要试验结果

1.2.1 主要试验现象 试件 A1 在荷载达到 2 000 kN 时,靠近上端部的钢管局部出现微凸,但在荷载达到极限荷载之前,试件的外观变化不大,出现的凸鼓最终也没有沿截面的环向闭合起来。试件达到极限荷载以后,变形增长很快,承载力急剧下降,此时在试件的中下部,核心混凝土突然出现明显的斜向剪切破坏面,试件最终破坏。试件的极限承载力为 5 385 kN,破坏形态为典型的剪切破坏。

试件 A2 在荷载达到 3 500 kN 时,靠近上端部的钢管局部出现微凸,但发展缓慢。整个加载过程包括承载力下降的阶段,试件主体的外观没有明显的变化,只是在承载力下降阶段的最后,钢管的中下部突然出现较大的凸起。试件的极限承载力为 6 641 kN,破坏形态与 A1 的剪切破坏明显不同。试件 A3 的试验现象和破坏形态基本与 A2 完全一致,极限承载力为 6 718 kN。

试件 A4 在荷载达到 1 500 kN 左右时,靠近上端部的钢管局部已经出现轻微的鼓凸,直至荷载达到 6 500~7 000 kN 时,鼓凸的范围逐渐发展成环状,但此后试件的承载能力仍有一定程度的增加。在此期间,试件的其它部位均没有明显的变化。当荷载达到 7 385 kN 时,试件达到极限承载力。

1.2.2 变形曲线 试件的轴力与位移计测得的轴向平均应变的关系曲线如图 2 所示,试件 A4 在 7 000 kN 以后的变形未能测得。

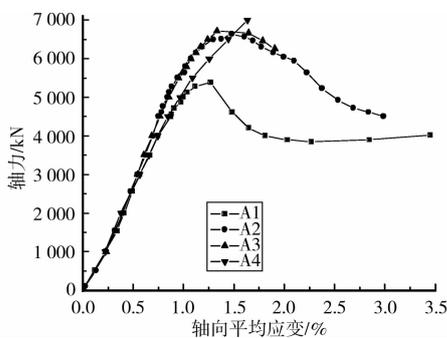


图2 轴力-轴向平均应变曲线

从图 2 可以看出,试件的变形过程可分为近似弹性阶段、弹塑性阶段和破坏(下降)阶段,而试件 A1 在下降段之后还有一段较长的平缓段。通过配筋钢管混凝土柱与钢管素混凝土柱的对比可以明显地看出,加配钢筋以后不但可以极大提高钢管混凝土柱的极限承载能力,而且可以显著改善柱的变形能力,下降段更加平缓,塑性变形的能力增强。

图 3 给出了钢管纵向应变和横向应变的 2 个代表性的实测结果。图 4 和图 5 分别给出了试件 A2 的纵筋和箍筋的实测应变,在达到极限荷载之前纵筋和箍筋均已屈服。从钢管和钢筋的实测应变结果可以看出,在达到极限荷载之前,各测点的应变单调增加,实测应变结果比较理想,但在极限荷载之后,个别测点应变的离散性较大,实测结果不理想。

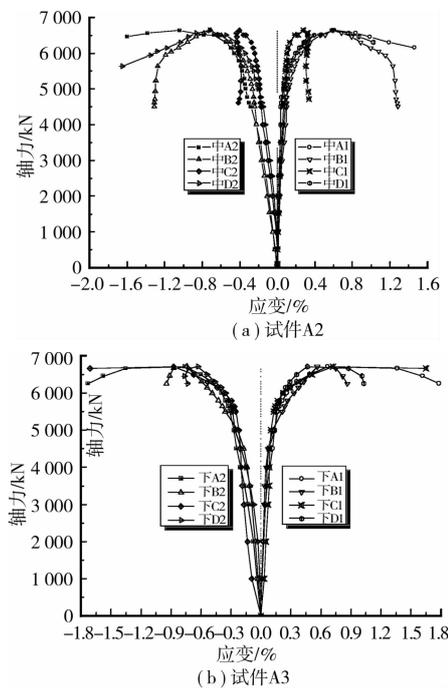


图3 钢管的实测应变

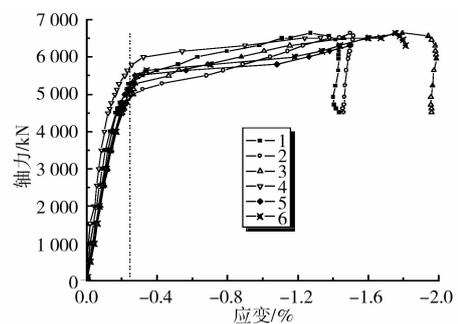


图4 纵筋的实测应变

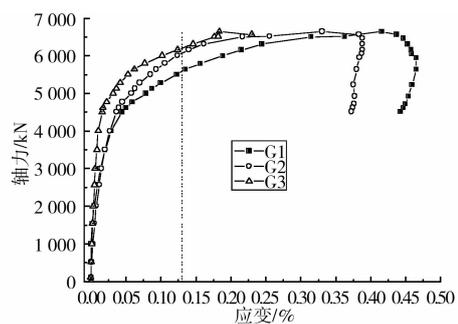


图5 箍筋的实测应变

图 6 给出了试件 A2 轴向平均应变与极限荷载

之前钢管纵向实测应变的比较。从图中可以看出,轴向平均应变要显著大于应变片测得的钢管纵向应变,这是由于应变片的测量结果是试件的局部应变,而轴向平均应变是试件整个轴向变形的结果,包含了钢管的局部屈曲和薄弱截面变形的影响,所以轴向平均应变总是显著偏大。

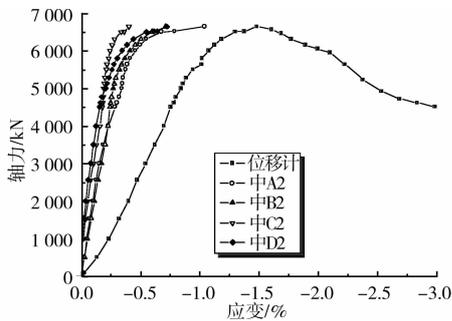


图 6 钢管应变与轴向平均应变的比较

2 配筋钢管混凝土柱破坏形态分析

已有的研究表明^[9],钢管混凝土轴压短柱的破坏形态主要分为 2 种:剪切破坏和多折腰鼓形破坏。当套箍系数较小、钢管对核心混凝土的约束作用较弱时,通常核心混凝土出现整体的斜向剪切破坏面,发生剪切破坏;而当套箍系数较大、钢管对核心混凝土的约束作用很强时,混凝土不会出现整体的剪切破坏面,甚至开裂的混凝土在轴压力和钢管的约束作用下重新挤压成形,钢管不断出现新的鼓曲,最终形成多折腰鼓形的破坏形态。

对于钢管高强混凝土柱,柱的破坏形态通常均为剪切破坏^[10],这是由于钢管高强混凝土柱的套箍系数一般不大,钢管对核心混凝土的约束作用较弱,核心混凝土类似截面尺寸较大的素混凝土柱,容易发生整体的斜向剪切破坏。本试验中试件 A1 为没有配筋的钢管高强混凝土柱,其最终破坏形态即表现为剪切破坏,沿柱的斜截面出现整体的剪切破坏面(如图 7 所示),与上述结论是一致的。

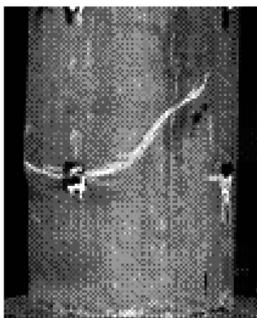


图 7 试件 A1 的破坏形态

但是对于 3 个配筋试件,其破坏形态与试件 A1

显著不同,既不是剪切破坏,也不是多折腰鼓形破坏。在试件破坏之前,试件的主体部分没有大范围的鼓曲等明显变化,内部混凝土也保持均匀的横向膨胀,变形是均匀的,最终出现的个别劈裂裂缝也沿着纵筋方向,而不是形成斜向的剪切裂缝。这是由于加配钢筋以后核心混凝土相当于由素混凝土变成了钢筋混凝土,改善了变形性能,提高了延性,可以防止核心混凝土出现整体的剪切破坏面,发生脆性的剪切破坏。所以可以认为配筋钢管混凝土轴压短柱在配筋适当的情况下其破坏形态是区别于钢管素混凝土轴压短柱的一种介于剪切破坏和多折腰鼓形破坏之间的破坏形态,破坏不是由于出现整体的斜向剪切裂缝造成的,但是也没有达到多折腰鼓形破坏的程度。

3 配筋作用分析

通过配筋钢管混凝土柱与钢管素混凝土柱的极限承载力、变形曲线以及破坏形态的对比,可以看出加配钢筋的作用是十分显著的,综合起来配筋的作用主要体现在以下 2 个方面:

1) 从试验结果可以看出,在配筋钢管混凝土轴压短柱达到极限承载力之前,加配的纵筋和箍筋均已逐步屈服,所以纵筋的承载能力可以得到充分利用,而箍筋也可以充分发挥对核心混凝土的约束作用,进一步增强了核心混凝土的抗压强度和变形能力;

2) 箍筋的抗剪能力和纵筋的销栓作用,可以明显改善核心混凝土的受力和变形性能,减小混凝土材料不均匀性和加载偏心造成的影响,防止混凝土出现整体的剪切破坏面,从而提高了混凝土的极限抗压强度和变形能力。

可见配筋不但可以充分发挥其强度,对钢管混凝土柱的极限承载力起到直接的提高作用,而且可以改善核心混凝土的性能,提高其抗压强度和变形能力,对极限承载力起到间接提高作用。因此配筋钢管混凝土短柱的极限承载力要略高于同条件的钢管素混凝土短柱的承载力与所配纵筋的承载力之和,这一点从表 1 中试件 A1 与 A2 以及试件 A3 与 A4 极限承载力试验结果的对比中就可以得到证明。

4 极限承载力计算公式

对于钢管素混凝土轴压短柱的极限承载力,已有的理论分析和试验拟合的计算公式,目前主要的一些计算公式见表 2,文献[9]对这些公式作了简单的总结,并与部分试验结果作了对比,但是所统计的钢管高性能混凝土柱与实际的结构构件相比尺寸均偏小,极限承载力也较小。为了比较分析更大

直径和更高承载力情况下各计算公式的适用性和精度,表 3 汇总了文献[17-18]给出的一些直径和极限承载力均较大的钢管混凝土短柱的轴压试验结果,表 4 给出了各公式的计算结果与试验结果的比值。本文的配筋试件由不考虑配筋时各公式的计算结果叠加纵筋承载力进行计算。

从表 4 可以看出,对于大尺寸的钢管混凝土柱,规程 CECS 28:90 给出的计算公式(4)的计算结果显著偏大,而公式(6)、(7)的计算结果均比较理想。由于公式(6)计算起来比较麻烦,所以对于大尺寸的钢管混凝土柱推荐使用公式(7)进行计算。

表 2 主要的极限承载力计算公式

编号	文献	建议公式
(1)	[10]	$N_u = A_c f_{ck} (1 + 1.8\xi)$
(2)	[11]	$N_u = (1.212 + B\xi + C\xi^2) f_{ck} A_{sc}; B = 0.1856 f_{sk} / f_{235} + 1.0276; C = -0.1095 f_{ck} / f_{ck20} + 0.0326$
(3)	[12]	$N_u = (1.212 + B\xi + C\xi^2) f_{ck} A_{sc}; B = 0.1759 f_{sk} / f_{235} + 0.974; C = -0.1038 f_{ck} / f_{ck20} + 0.0309$
(4)	[13]	$N_u = A_c f_{ck} (1 + \xi + \sqrt{\xi})$
(5)	[14]	$N_u = f_{sk} A_s + k_1 f_{ck} A_c, k_1 = 1 + (\sqrt{4 - 3\alpha^2} - 1) \rho f_{sk} / f_{ck}; \rho = 4t/D, \alpha = 0.25 + 3.2\rho$
(6)	[16]	$N_u = [1 + \eta_1 (t/D) \cdot (f_{sk} / f'_{ck})] f'_{ck} A_c + \eta_2 f_{sk} A_s, \lambda = \sqrt{N_u / N_{cr}}; \eta_1 = 4.9 - 18.5\lambda + 17\lambda^2; \eta_2 = 0.25(3 + 2\lambda); N_{cr} = E_s I_s + 0.6 E_{cm} I_c$
(7)	[17]	$N_u = [f'_{ck} + 6t f_{sk} / D_c] A_c$

注: $\xi = f_{sk} A_s / f_{ck} A_c$; (3)为 DL/T 5085-1999 的公式; (4)为 CECS 28:90 的公式; (5)为 JCJ 01-89 的公式; (6)为 EC4 的公式。

表 3 部分钢管混凝土短柱的轴压试验结果

文献	编号	D/mm	t/mm	f_{sk} / MPa	f_{ck} / MPa	f'_{ck} / MPa	L/mm	N_{ue} / kN
	SB2	630	7.0	291	34.2	36.0	1 890	16 650
	SB3	630	10.21	323	36.5	38.4	1 890	20 500
	SB4	630	11.6	347	44.3	46.0	1 890	24 400
	SB5	720	8.3	312	14.3	15.0	2 160	15 000
[17]	SB6	630	7.61	350	33.3	35.0	1 890	18 000
	SB7	630	8.44	350	32.8	34.5	1 890	18 600
	SB8	820	8.93	331	43.3	45.0	2 460	33 600
	SB9	1 020	9.64	336	16.1	16.9	3 060	30 000
	SB10	1 020	13.25	369	27.5	28.9	3 060	46 000
[18]	CFST	300	5.0	478	52.4	53.0	900	7 000

注:取 $f'_{ck} = 0.8 f_{cu,k}$

表 4 各公式计算结果与试验结果的比值 (N_{uc} / N_{ue})

试件	N_{ue}	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
SB2	16 650	1.04	1.08	1.06	1.23	1.06	0.99	1.00
SB3	20 500	1.08	1.07	1.05	1.24	1.08	0.99	1.01
SB4	24 400	1.10	1.09	1.07	1.26	1.09	0.99	1.02
SB5	15 000	1.07	0.97	0.94	1.13	1.08	0.97	0.96
SB6	18 000	1.07	1.07	1.05	1.24	1.08	0.99	1.01
SB7	18 600	1.08	1.06	1.04	1.23	1.09	0.99	1.01
SB8	33 600	1.05	1.11	1.10	1.26	1.07	0.99	1.01

续表 4

试件	N_{ue}	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
SB9	30 000	1.04	0.98	0.95	1.15	1.06	0.95	0.95
SB10	46 000	1.07	1.03	1.01	1.19	1.08	0.97	0.98
CFST	7 000	1.06	1.06	1.04	1.21	1.06	0.93	0.97
A1	5 385	1.15	1.16	1.14	1.33	1.14	1.04	1.06
A2	6 641	1.03	1.05	1.03	1.18	1.03	0.95	0.97
A3	6 718	1.05	1.08	1.07	1.21	1.06	0.97	0.99
A4	7 385	1.00	1.03	1.01	1.14	1.00	0.92	0.94
平均		1.064	1.060	1.040	1.214	1.070	0.974	0.991

对于配筋钢管混凝土轴压短柱,由于受力性能比较复杂,试验研究的数量也有限,所以很难给出一个精确的极限承载力计算公式。但在实际的工程应用中,参照公式(7),叠加纵筋的承载力后,可近似按下式进行计算:

$$N_u = [0.8f_{cu,k} + 6tf_{sk}/D_c]A_c + f_y A_b \quad (8)$$

式中 $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度; t 为钢管壁厚; f_{sk} 为钢管的屈服强度; D_c 、 A_c 为混凝土的直径和面积; f_y 、 A_b 为加配纵筋的屈服强度和面积。

5 结 论

1)普通钢管高强混凝土短柱的轴压破坏一般表现为剪切破坏,而配筋钢管高强混凝土短柱在配筋适当情况下的破坏形态介于剪切破坏和多折腰鼓型破坏之间。

2)钢管混凝土柱内加配的纵筋和箍筋均能发挥其强度,且纵筋的销栓作用和箍筋的抗剪能力可以防止核心混凝土发生剪切破坏,提高了核心混凝土的受力性能,所以钢管混凝土柱加配钢筋以后其极限承载力和塑性变形能力均得到较大提高。

参考文献:

- [1] 杨有福,韩林海. 矩形钢管混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 25-35.
YANG YOU-FU, HAN LIN-HAI. Fire performance and design method of concrete-filled steel rectangular hollow section columns [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(1): 25-35.
- [2] GUPTA P K, SARDA S M, KUMAR M S. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(2): 182-193.
- [3] GEORGIOS G, DENNIS L. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns [J]. Journal of

Constructional Steel Research, 2004, 60(7): 1049 - 1068.

- [4] LIE T T, Kodur V K R. Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(1): 30-36.
- [5] YU JIANG-TAO, LU ZHOU-DAO, XIE QUN. Nonlinear analysis of SRC columns subjected to fire[J]. Fire Safety Journal, 2007, 42 (1): 1-10.
- [6] WANG QING-XIANG, ZHAO DA-ZHOU, GUAN PING. Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel-reinforced concrete[J]. Engineering Structures, 2004, 26(7): 907-915.
- [7] YANG H, LAM D, GARDNER L. Testing and analysis of concrete-filled elliptical hollow sections[J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3771-3781.
- [8] YU QING, TAO ZHONG, WU YING-XING. Experimental behaviour of high performance concrete-filled steel tubular columns[J]. Thin-Walled Structures, 2008, 46(4): 362-370.
- [9] 余志武,丁发兴,林松. 钢管高性能混凝土短柱受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 41-47.
YU ZHI-WU, DING FA-XING, LIN SONG. Researches on behavior of high-performance concrete filled tubular steel short columns[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(2): 41-47.
- [10] 顾维平,蔡绍怀,冯文林. 钢管高强混凝土的性能与极限强度[J]. 建筑科学, 1991, (1): 23-27.
GU WEI-PING, CAI SHAO-HUAI, FENG WEN-LIN. Behavior and ultimate strength of steel tubes filled with high-strength concrete [J]. Building Science, 1991, (1): 23-27.
- [11] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [12] 韩林海. 钢管高强混凝土轴压力学性能的理论分析与试验研究[J]. 工业建筑, 1997, 27(11): 39-44, 13.
HAN LIN-HAI. Theoretical analyses and experimental

- researches for the behaviors of high strength concrete filled steel tubes subjected to axial compression[J]. *Industrial Construction*, 1997,27(11):39-44, 13.
- [13] 中国工程建设标准协会标准. CECS28:90 钢管混凝土结构设计与施工规程[S].
- [14] 国家建材工业局标准. JCJ01-89 钢管混凝土结构设计施工及验收规程[S].
- [15] European Committee for Standardization. ENV 1994-1-2 Design of steel and composite structures, part 1, 2: Structural fire design[S].
- [16] European Committee for Standardization. ENV 1994-1-1 Design of composite steel and concrete structures, part 1.1: General rules and rules for building [S].
- [17] C D 古德. 钢管混凝土组合柱的研究进展[J]. *工业建筑*, 1996,26(3):23-27.
C Douglas Goode. Concrete filled steel tubular columns-state of the art[J]. *Industrial Construction*, 1996, 26(3):23-27.
- [18] 张春梅,王立超,阴毅,等. 几种钢-高强混凝土柱轴压试验研究[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2004, 36(12): 1678-1682.
ZHANG CHUN-MEI, WANG LI-CHAO, YIN YI, et al. Studies on axial compressive experiments of several kinds of steel and high-strength concrete columns[J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2004, 36(12):1678-1682.
- [19] XIAO YAN, HE WEN-HUI, MAO XIAO-YONG. Research on Confined Concrete Filled Tubular (CCFT) Columns [C]. *Fourth International Conference on Advances in Steel Structures*, 2005;563-570.
- [20] HAN LIN-Hai, LIU WEI, YANG YOU-FU. Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64(4): 377-387.

(编辑 胡英奎)

(上接第 10 页)

- [8] ZIENKIEWICZ OC, TAYLOR RL. *The Finite Element Method*[M]. 6th edition Elsevier. Oxford: 2005.
- [9] 王勖成. 有限单元法[M]. 北京:清华大学出版社, 2004.
- [10] BATHE K J. *Finite Element Procedures*[M]. Prentice Hall, 1996.
- [11] SCOTT J A. Parallel frontal solvers for large sparse linear systems [J]. *ACM Transactions on Mathematical Software*, 2003, 29(4): 395-417.
- [12] KIM J, IM S, KIM H G. Finite element analysis of Arc-welding process by parallel computation [J]. *Quarterly Journal of the Japan Welding Society*, 2005, 23(2): 203-208.
- [13] SCOTT J A. A frontal solver for the 21st century [J]. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 2006,22(10):1015-1029.
- [14] TOPKAYA C, KALAYC A S, WILLIAMSON E B. Solver and shell element performances for curved bridge analysis[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2008, 13(4): 418-424.
- [15] LIU YAO-RU, ZHOU WEI-YUAN, YANG QIANG. Parallel 3-D finite element analysis based on EBE method[J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(3): 27-31.
- [16] CHENG, GUANG-HUI, HUANG, TING-ZHU, CHENG XIAO-YU. Preconditioned Gauss-Seidel type iterative method for solving linear systems[J]. *Applied Mathematics and Mechanics (English Edition)*, 2006, 27(9):1275-1279.

(编辑 王秀玲)